عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی بهسازی‌شده با دیوار برشی فولادی با در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌های سازه‌ای

مهدیه مداحی[۱] محسن گرامی[۲] حسین نادرپور[۳]

چکیده در مهندسی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد، وجود محافظه‌کاری معیارهای پذیرش باعث افزایش هزینه‌های بهسازی شده است. در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌ها می‌تواند باعث کاهش محافظه‌کاری‌ها و هزینه‌های بهسازی گردد. در این مطالعه، به بحث قابلیت اعتماد سازه بهسازی‌شده با دیوار برشی فولادی پرداخته و مطالعه شاخص قابلیت اعتماد نسبت به متغیرهای احتمالاتی صورت گرفته است. سازه موردمطالعه قاب خمشی فولادی نه طبقه می‌باشد که قبل و بعد از بهسازی تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرارگرفته است. نتایج نشان دادند که تنش تسلیم دیوار برشی فولادی نسبت به سایر متغیرهای احتمالاتی بیشترین تاثیر را بر روی پاسخ سازه دارد. بر اساس نتایج، بهسازی سازه باعث کاهش احتمال شکست گردیده و با در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌ها در سازه بهسازی‌شده احتمال شکست افزایش‌یافته و درنتیجه محافظه‌کاری موجود کاهش‌یافته است.

واژه‌های کلیدی بهسازی، عدم‌قطعیت، قابلیت اعتماد، منحنی شکنندگی.

Seismic Performance of Rehabilitated Moment Frame with Steel Shear Wall by considering Structural Uncertainties

M. Maddahi M. Gerami H. Naderpour

Abstract In performance-based seismic engineering, conservatism in acceptance criteria has increased the cost of rehabilitation. Considering of uncertainties can reduce the conservatism and the cost of rehabilitation. In this study, reliability of rehabilitated structure with steel shear wall has been discussed and study of reliability index has been performed on probabilistic variables. The studied structure is nine-story steel moment frame that has been analyzed pre-and post-rehabilitation. The results have indicated that yield strength of steel shear wall has the greatest effect on the structural response of other probabilistic variables. According to results, the rehabilitation of the structure has decreases probability of failure and consideration of uncertainties of rehabilitated structure has increased probability of failure and therefore existing conservatism has been decreased.

Key words Rehabilitation, Uncertainty, Reliability, Fragility Curve.

---

[۱] دانشجوی دکترای عمران– زلزله، دانشگاه سمنان.

Email: m.maddah93@semnan.ac.ir

[۲] نویسنده مسئول: دانشیار، گروه عمران– زلزله، دانشگاه سمنان.

Email: mgerami@semnan.ac.ir

[۳] دانشیار، گروه عمران– سازه، دانشگاه سمنان.

مقدمه

در توسعه مهندسی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد، محافظه‌کاری معیارهای پذیرش برای هر سطح عملکرد سازه یک مشکل اساسی است که به هزینه بیش‌ازحد مقاوم‌سازی و بازسازی منجر شده و حتی گاهی اوقات نتایج ارزیابی عملکرد نادرست می‌شود [۱].

در سال ۲۰۱۰، سایهوس و دیریتسوس [۲] از طریق تحلیل پوش‌آور، به ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح طراحی‌شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی پرداختند و نتایج نشان داد تمام روش‌ها خسارت مشاهده‌شده تجربی را دست‌بالا تخمین زده‌اند.

در سال‌های ۲۰۱۰ و ۲۰۱۱، اکان و ساکوگلو [۳، ۴] ۱۲ نمونه ستون در مقیاس واقعی که برای شکست خمشی خالص طراحی‌شده بودند را مورد آزمایش قراردادند. آن‌ها ثابت کردند که محدودیت‌های عملکردی مبتنی بر تغییرشکل پیشنهادشده برای ستون رایج توسط آیین‌نامه ازنظر نتایج آزمایشگاهی بسیار محافظه‌کار می‌باشند که این مسئله می‌تواند به نتایج گمراه‌کننده در ارزیابی خطر لرزه‌ای سازه‌های بتنی رایج منجر شود. همچنین در سال ۲۰۱۲، ریکی و همکاران [۵] ستون‌های بتنی نوع قدیمی مسلح شده با میلگرد را مورد آزمایش قراردادند و محافظه‌کاری قابل‌توجهی در رابطه ظرفیت–تغییرشکل پلاستیک آیین‌نامه مشاهده کردند. بنابراین مطالعات بر روی ضوابط طراحی آیین‌نامه‌ها نشان داد که وجود عدم‌قطعیت‌ها یکی از دلایل ایجاد محافظه‌کاری در مسائل مهندسی سازه می‌باشند که بایستی موردتوجه قرارگیرند.

هاکینگ [۶] منابع عدم‌قطعیت در روش‌های احتمالاتی را به‌صورت ذاتی یا شناختی طبقه‌بندی کرد. در سال ۲۰۰۹، دولسک [۷] تأثیرات عدم‌قطعیت‌های شناختی را روی ظرفیت لرزه‌ای قاب خمشی بتنی مطالعه کرد و مجموعه‌ای از متغیرهای مدل‌سازی مختلف را به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی انتخاب کرد. در سال ۲۰۱۰، وامواتسیکوس و فراگیداکیس [۸] روابط لنگر– دوران با بک‌بن‌های چندخطی غیرقطعی را برای مفاصل پلاستیک تیر استفاده کردند. آن‌ها با استفاده از روش‌های مختلف آماری، تأثیر عدم‌قطعیت‌ها را روی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مطالعه کردند.

در سال ۲۰۱۴، کازانتزی و همکاران [۹] تأثیرات عدم‌قطعیت مقاومت و شکل‌پذیری را بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی مورد بررسی قراردادند. آن‌ها از رابطه لنگر– دوران یکنواخت برای مدل‌سازی رابطه زوال اصلاح‌شده که برگرفته از کارهای انجام‌شده توسط کراوینکلر و لیگنوس [۱۰] بود، استفاده کردند.

در سال ۲۰۱۶، عسگریان و اردوآبادی [۱۱] به ارزیابی سایر متغیرهای مدل‌سازی پرداختند و میرایی ویسکوز معادل، جرم مؤثر لرزه‌ای، مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی فولاد سازه را به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفتند. در همان سال، حاجی‌رسولی‌ها و همکاران [۱۲] بر روی کمی‌سازی تأثیر عدم‌قطعیت در خواص

مکانیکی اعضای سازه‌ای و نسبت میرایی روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربند شده مطالعه کردند. در سال ۲۰۱۹، گرامی و نوروزی [۱۳] به بررسی تاثیر عدم‌قطعیت‌های تحریکات لرزه‌ای بر روی عملکرد قاب خمشی فولادی پرداختند. در همان سال، پیلسو و همکاران [۱۴] با در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌های خواص مواد و نظریه مبتنی بر مکانیسم خرابی، روش طراحی لرزه‌ای قاب‌های مقاوم خمشی را توسعه دادند.

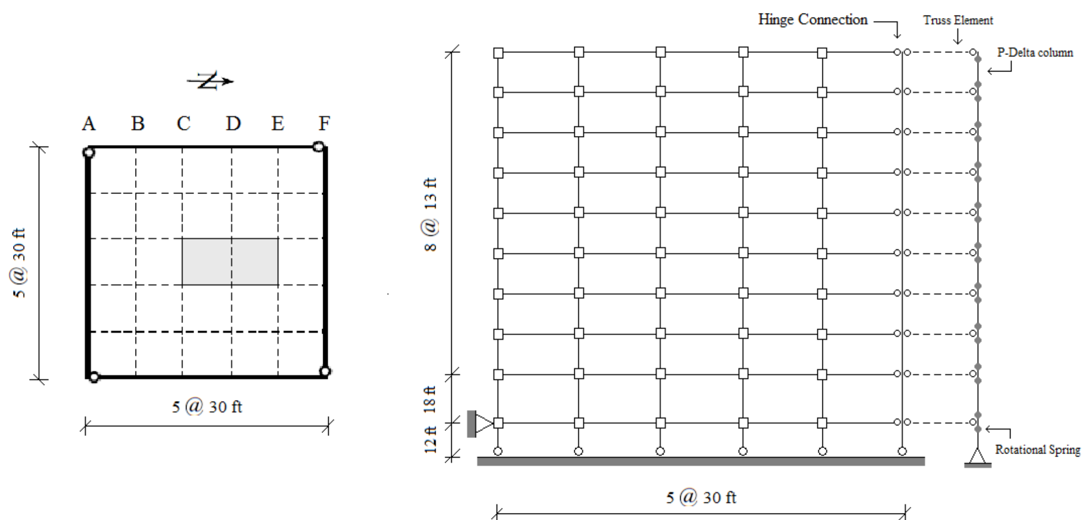
تحقیقات مذکور عدم‌قطعیت‌ها را در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها گنجانده و در آن‌ها، در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌ها بر روی سازه‌هایی که طراحی می‌شوند، انجام‌شده است. در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای ازجمله FEMA P695 [۱۵]، عدم‌قطعیت‌های مدل‌سازی و تغییر در تحریکات لرزه‌ای به‌طور جداگانه گنجانده‌شده است. در این آیین‌نامه‌ها، عدم‌قطعیت‌ها بر روی سازه موجود و بر اساس داده‌های کیفی در نظر گرفته‌شده‌اند.

در زمینه بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها، عضو ثانویه‌ای که به منظور بهسازی به سازه موجود افزوده می‌گردد، نیز دارای عدم‌قطعیت‌هایی می‌باشد. این عدم‌قطعیت‌ها ممکن است باعث افزایش عدم‌قطعیت‌های سازه بهسازی‌شده گردد. در این مطالعه، برای بهسازی قاب خمشی از دیوار برشی فولادی استفاده‌شده است. سپس به‌منظور بررسی عدم‌قطعیت‌ها در زمینه بهسازی لرزه‌ای، به بررسی عدم‌قطعیت‌های دیوار برشی فولادی و کمی‌سازی آن‌ها پرداخته‌شده است. طراحی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها باید با استفاده از روش‌های مبتنی بر قابلیت اعتماد صورت پذیرد. در این مطالعه، با استفاده از روش‌های قابلیت اعتماد و با در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌های دیوار برشی فولادی به بررسی تاثیر این عدم‌قطعیت‌ها بر عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی بهسازی‌شده و مطالعه شاخص قابلیت اعتماد پرداخته‌شده است.

سازه انتخابی برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای

در این مطالعه سازه قاب خمشی فولادی ۹ طبقه طراحی‌شده بر اساس آیین‌نامه UBC1994 انتخاب‌شده است [۱۶]. در این سازه، تمام الزامات رایج آیین‌نامه UBC1994 برای طراحی لرزه‌ای و ثقلی موردنیاز در نظر گرفته‌شده است. سازه برای منطقه‌ای در مرکز شهر لس‌آنجلس و به‌عنوان ساختمان اداری واقع در خاک سفت و به‌صورت سازه قاب خمشی فولادی ویژه طراحی‌شده است. در این سازه، قاب‌های خمشی پیرامونی به‌عنوان قاب‌های مقاوم سازه‌ای می‌باشند. پلان و ارتفاع سازه موردنظر در شکل (۱) نشان داده‌شده است. سازه در پایین‌ترین طبقه دارای اتصالات ساده بوده و میرایی سازه ۲ درصد در نظر گرفته‌شده است. تیرها و ستون‌ها دارای تنش تسلیم ۵۰ kip و مدول الاستیسیته ۲۹۰۰۰ ksi می‌باشند. مقاطع اختصاص داده‌شده برای هر یک از اعضای سازه در جدول (۱) آورده شده است. رفتار خمیری تیرها، با استفاده از مفصل پلاستیک نقطه‌ای بر روی تیر و

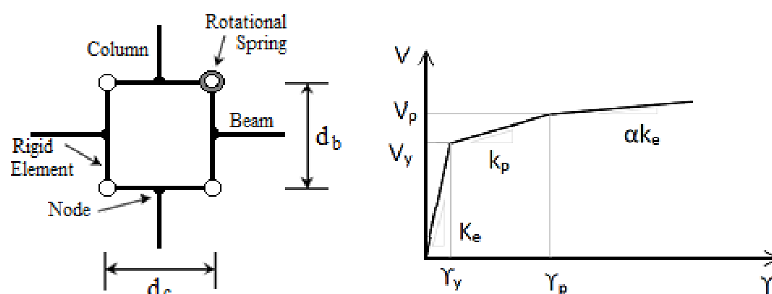
به‌دوراز سطح ستون مدل‌سازی شده است. برای مفاصل پلاستیک نقطه‌ای تیر و مدل‌سازی ستون‌ها، رابطه دوخطی لنگر- دوران با سخت شدگی کرنشی ۳ درصد استفاده‌شده است. نرم‌افزار اپنسیس [۱۷] برای مدل‌سازی مستقیم چشمه اتصال از ترکیب المان‌های صلب به‌همراه فنر دورانی استفاده می‌نماید. فنر دورانی با استفاده از رابطه سه خطی نیروی برشی- کرنش برشی، سختی و مقاومت برشی چشمه اتصال را فراهم می‌نماید. رابطه نیروی برشی- کرنش برشی مونوتونیک پیشنهادشده توسط کراوینکلر در شکل (۲) نشان داده‌شده است، که از این رابطه برای بیان رفتار برشی چشمه اتصال در این مطالعه استفاده‌شده است.



شکل (۱) پلان و ارتفاع سازه ۹ طبقه

جدول (۱) مقاطع اختصاص داده‌شده برای سازه موردمطالعه [۱۶]

طبقه	تیرها	ستون‌ها		صفحات تقویتی چشمه اتصال	
		کناری	میانی	کناری	میانی
۰	W۳۶x۱۵۰	W۱۴x۳۷۰	W۱۴x۵۰۰	۰	۰
۱	W۳۶x۱۵۰	W۱۴x۳۷۰	W۱۴x۵۰۰	۰	۰
۲	W۳۶x۱۵۰	W۱۴x۳۷۰، W۱۴x۳۷۰	W۱۴x۴۵۵، W۱۴x۵۰۰	۰	۰
۳	W۳۳x۱۴۱	W۱۴x۳۷۰	W۱۴x۴۵۵	۰	۰
۴	W۳۳x۱۴۱	W۱۴x۲۸۳، W۱۴x۳۷۰	W۱۴x۳۷۰، W۱۴x۴۵۵	۰	۰
۵	W۳۳x۱۴۱	W۱۴x۲۸۳	W۱۴x۳۷۰	۰	۰
۶	W۳۳x۱۳۰	W۱۴x۲۵۷، W۱۴x۲۸۳	W۱۴x۲۸۳، W۱۴x۳۷۰	۰	۱/۲
۷	W۲۷x۱۰۲	W۱۴x۲۵۷	W۱۴x۲۸۳	۰	۰
۸	W۲۷x۹۴	W۱۴x۲۳۳، W۱۴x۲۵۷	W۱۴x۲۵۷، W۱۴x۲۸۳	۰	۱/۲
۹	W۲۴x۶۲	W۱۴x۲۳۳	W۱۴x۲۵۷	۰	۰

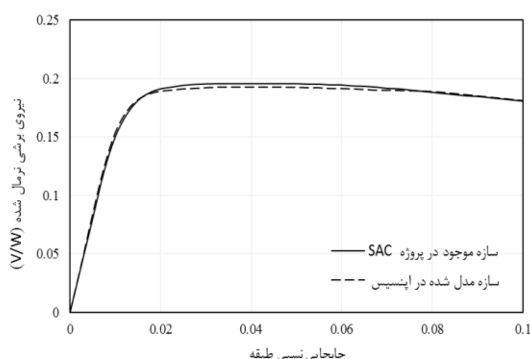


شکل (۲) مدل‌سازی تحلیلی و رابطه سه خطی نیروی برشی- کرنش برشی برای چشمه اتصال

صحت‌سنجی انجام‌شده بر روی سازه انتخابی

سازه ۹ طبقه پس از زلزله نورتریج، برای منطقه لس‌آنجلس در نرم‌افزار اپنسیس به‌صورت دوبعدی مدل‌سازی شده است. زمانی‌که مدل‌سازی و تحلیل دوبعدی انجام‌شده، تاثیر ستون‌های ثقلی و ستون‌های قاب خمشی فولادی متعامد در نظر گرفته‌نشده است. مدل‌سازی قاب‌های درونی می‌تواند به سایز مسئله اضافه نموده و مدل‌سازی پیچیده گردد. به‌منظور در نظر گرفتن تاثیر قاب‌های درونی و جلوگیری از افزایش سایز مسئله از ستون معادل ثقلی استفاده‌شده است. ممان اینرسی و مقاومت این ستون در هر طبقه برابر ممان اینرسی ستون‌های ثقلی و ستون‌های قاب خمشی فولادی طبقه بامنظور کردن اثر تقارن سازه می‌باشد. در ابتدا و انتهای ستون ثقلی (به‌جز ابتدای ستون طبقه اول) برای اینکه به قاب لنگر وارد نشود، فنر خمشی با سختی ناچیز تعریف‌شده است. ستون ثقلی توسط تیرهایی با سختی و مقاومت معادل با تیرهای قاب‌های درونی، به قاب خمشی فولادی متصل شده است.

زمان تناوب اصلی سازه مدل‌سازی شده در نرم‌افزار ۲/۲ ثانیه بدست آمده است که دارای اختلاف جزئی ۰/۴ درصدی با زمان تناوب اصلی سازه گزارش گوپتا و کراوینکلر [۱۶] می‌باشد. سازه پس از مدل‌سازی در نرم‌افزار اپنسیس تحت تحلیل پوش‌آور قرارگرفته و منحنی پوش‌آور حاصل از این مدل‌سازی و سازه گزارش گوپتا و کراوینکلر در شکل (۳) آورده شده است. بارگذاری جانبی برای تحلیل پوش‌آور با توجه به آیین‌نامه UBC94 و با مقادیر C_S=0.042 و k=2 در نظر گرفته‌شده است. مقایسه نتایج نشان داد که مدل‌سازی انجام‌شده در نرم‌افزار انطباق خوبی با سازه مدل‌سازی‌شده در گزارش گوپتا و کراوینکلر دارد.



شکل (۳) منحنی پوش‌آور سازه موردمطالعه و SAC

سازه بهسازی‌شده با دیوار برشی فولادی

در این مطالعه، سازه به‌صورت دوبعدی مدل‌سازی شده و به‌منظور بررسی لزوم بهسازی، تحت ارزیابی لرزه‌ای قرارگرفته است. برای ارزیابی لرزه‌ای از تحلیل استاتیکی غیرخطی و برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضا، از مدل‌های لنگر- دوران دوخطی استفاده‌شده است. در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی بار جانبی ناشی از زلزله، به‌طور استاتیکی و به‌تدریج به‌صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییرمکان در نقطه کنترل تحت اثر بار جانبی به مقدار تغییرمکان هدف برسد. با توجه به غیرخطی بودن تحلیل، در هنگام استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی باید بارهای ثقلی اعضا نیز هم‌زمان با بار جانبی در مدل‌سازی حضورداشته باشند. بر اساس تحلیل‌های انجام‌شده و نتایج بدست‌آمده لزوم بهسازی سازه مشخص گردید. در این مقاله از دیوار برشی فولادی برای انجام بهسازی استفاده گردید که در شکل (۴) نشان داده‌شده است.

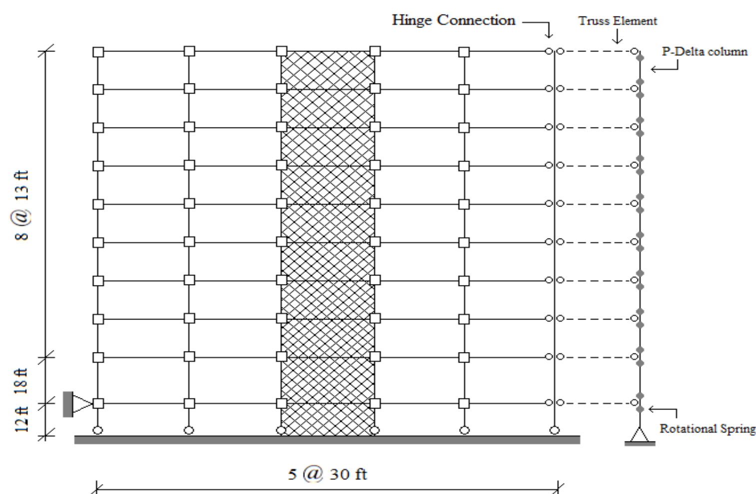
برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار اپنسیس از روش نواری استفاده‌شده است. در روش نواری، دیوار برشی در هر طبقه با مهاربند معادل شده و سپس ضخامت دیوار برشی فولادی بر اساس رابطه (۱) محاسبه‌شده است:

$$t_w = \frac{2A_g \Omega \sin\theta}{L \sin 2\alpha} \quad (۱)$$

که در این رابطه θ زاویه بین سطح قائم و مهاربند معادل، A_g سطح مقطع مهاربند معادل، α زاویه میدان کششی و Ω ضریب اضافه مقاومت دیوار برشی فولادی است. تیملر و کولاک [۱۸] برای برآورد زاویه میدان کششی (α) رابطه (۲) را ارائه نمودند:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h\left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360 I_c L}\right)} \quad (۲)$$

که L عرض دهانه قاب، h ارتفاع طبقه، t_w ضخامت دیوار برشی فولادی، A_b و A_c به‌ترتیب سطح مقطع تیر و ستون دهانه و I_c ممان اینرسی ستون می‌باشد.



شکل (۴) سازه بهسازی‌شده با دیوار برشی فولادی

پس از تعیین ضخامت، با در نظر گرفتن تعداد مناسبی نوار کششی معادل، سطح مقطع این نوارها محاسبه‌شده است:

$$A_s = \frac{L\cos\alpha + h\sin\alpha}{n} t_w \quad (۳)$$

متغیر n در این رابطه نشان‌دهنده تعداد نوارها در هر دهانه می‌باشد. پس از طراحی دیوارهای برشی برای جلوگیری از کمانش ستون‌های کنار دیوار برشی و خمش تیر در هر طبقه باید روابط زیر کنترل گردند:

$$I_c \geq \frac{0.00307th^4}{L} \quad (۴)$$

$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty}th^2}{4}\cos^2\alpha \quad (۵)$$

$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{ty}tL^2}{8}\sin^2\alpha \quad (۶)$$

که M_{fpc} و M_{fpb} لنگر پلاستیک ستون و تیر و σ_{ty} تنش میدان کششی می‌باشد. هنگام بهسازی سازه با دیوار برشی فولادی، بدلیل افزایش تمرکز تنش در ستون‌های کنار دیوار برشی، این ستون‌ها بشدت نیاز به تقویت دارند. برای جلوگیری از این مسئله دیوار برشی فولادی با تنش تسلیم پایین (F_y=35kip) استفاده‌شده است. با فرض مدول الاستیسیته ۲۹۰۰۰ksi، سایر مشخصات دیوار برشی در جدول (۲) آورده شده است.

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای احتمالاتی

روش تحلیل دینامیکی افزایشی رفتار سازه را در طیف گسترده‌ای از شدت‌های مختلف زلزله بیان می‌کند. استفاده از روش تحلیل دینامیکی افزایشی معمولاً بر اساس یک مدل‌سازی قطعی از سازه می‌باشد که فقط توسط عدم‌قطعیت ذاتی تحت تأثیر قرارگرفته است. در یک روش توسعه‌یافته‌تر که IDA توسعه‌یافته نام‌گذاری شده است، انجام تحلیل دینامیکی افزایشی با توزیع احتمالاتی شبیه‌سازی‌های سازه‌ای ممکن شده است. ازاین‌رو، روش توسعه‌یافته نتایج هر دو عدم‌قطعیت ذاتی و شناختی را شامل می‌شود. برای انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی باید شتاب‌نگاشت‌های موردنیاز انتخاب و مقیاس گردد. شتاب‌نگاشت‌های موجود بر دو نوع شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل طبقه‌بندی‌شده‌اند. یکی از معیارهای تشخیص شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل، فاصله محل تا مرکز لرزه‌ای بوده که برخی آیین‌نامه‌ها [۱۵] این فاصله را کمتر از ۱۰ کیلومتر و برخی دیگر کمتر از ۱۵ کیلومتر در نظر گرفته‌اند [۱۹].

جدول (۲) مشخصات دیوار برشی فولادی

طبقه	ضخامت دیوار برشی فولادی (اینچ)	تعداد نوارهای کششی	زاویه نوارهای کششی (درجه)
۰	۰/۴۱	۱۳	۴۴/۷
۱	۰/۲۹	۱۵	۴۴/۵
۲	۰/۲۹	۱۳	۴۴/۷
۳	۰/۲۶	۱۲	۴۴/۷
۴-۵	۰/۲۶	۱۳	۴۴/۷
۶	۰/۲۴	۱۲	۴۴/۷
۷-۸	۰/۱۸	۱۳	۴۴/۷
۹	۰/۱۱	۱۲	۴۴/۷

در این مقاله، شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل، درون فاصله ۱۵ کیلومتری از گسل ثبت‌شده‌اند. شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل اغلب دارای زمان جنبش کوچک‌تر و مولفه قائم بزرگ‌تری نسبت به شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل بوده و معمولا دارای یک پالس در ابتدای شتاب‌نگاشت خود می‌باشند. در این مطالعه، بدلیل قرارگیری سازه بر روی خاک سفت شتاب‌نگاشت‌های انتخابی بر روی خاک D مطابق با طبقه‌بندی سایت NEHRP می‌باشند. در جداول (۳) و (۴) شتاب‌نگاشت‌های انتخابی آورده شده است.

جدول (۳) مشخصات شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

شماره	زلزله	سال	ایستگاه	M_W	R_{ib} (km)	R_{rup} (km)
۱	San fernando	۱۹۷۱	Via Tejon PV 2516	۶/۶۱	۵۵/۲	۵۵/۲
۲	Tabas, Iran	۱۹۷۸	Ferdows	۷/۳۵	۸۹/۷۶	۹۱/۱۴
۳	Imperial Valley06	۱۹۷۹	Coachella Canal #4	۶/۵۳	۴۹/۱	۵۰/۱
۴	Victoria, Mexico	۱۹۸۰	SAHOP Casa Flores	۶/۳۳	۳۹/۱	۳۹/۳
۵	Coalinga-01	۱۹۸۳	Parkfield-Cholame 12W	۶/۳۶	۵۵/۰۵	۵۵/۷۷
۶	N. Palm Springs	۱۹۸۶	Hesperia	۶/۰۶	۷۱/۷	۷۲/۹۷
۷	Whittier Narrows-01	۱۹۸۷	Canyon Country-W Lost Cany	۶	۴۴/۸۸	۴۸/۱۸
۸	Loma Prieta	۱۹۸۹	Richmond City Hall	۶/۹۳	۸۷/۷۸	۸۷/۸۷
۹	Landers	۱۹۹۲	Baker Fire Station	۷/۲۸	۸۷/۹۴	۸۷/۹۴
۱۰	Northridge-01	۱۹۹۴	Huntington Bch-Waikiki	۶/۶۹	۶۶/۴۳	۶۹/۵

جدول (۴) مشخصات شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

شماره	زلزله	سال	ایستگاه	M_W	R_{ib} (km)	R_{rup} (km)
۱	Parkfield	۱۹۶۶	Cholame –Shandon Array#8	۶/۱۹	۱۲/۹	۱۲/۹
۲	Gazli	۱۹۷۶	Karakyr	۶/۸	۳/۹۲	۵/۴۶
۳	Coalinga	۱۹۸۳	Pleasant Valley P.P. -bldg	۶/۳۶	۷/۶۹	۸/۴۱
۴	N. Palm Springs	۱۹۸۶	North Palm Springs	۶/۰۶	۰	۴/۰۴
۵	Whittier Narrows-01	۱۹۸۷	Santa Fe Springs – E.Joslin	۶	۱۱/۴۷	۱۴/۴۹
۶	Superstition Hills-02	۱۹۸۷	Parachute Test Site	۶/۵۴	۰/۹۵	۰/۹۵
۷	Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy Araay #2	۶/۹۳	۱۰/۳۸	۱۱/۰۷
۸	Erzican, Turkey	۱۹۹۲	Erzican	۶/۶۹	۰	۴/۳۸
۹	Kobe	۱۹۹۵	KJMA	۶/۹	۰/۹۴	۰/۹۶
۱۰	Chi-Chi	۱۹۹۹	TCU065	۷/۶۲	۰/۵۷	۰/۵۷

پس از انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها مقیاس‌سازی بر روی آن‌ها انجام‌شده است. مطابق با آیین‌نامه ASCE7-16 [۲۰] برای تحلیل‌های دوبعدی، حرکات زمین باید به‌گونه‌ای مقیاس‌شده باشند که مقدار متوسط طیف پاسخ برای مجموعه‌ای از حرکات، از طیف پاسخ طراحی محل برای محدوده زمان تناوب ۰/۲T تا ۱/۵T کمتر نباشد. در شکل (۵) طیف طراحی و طیف مقیاس‌شده زلزله‌های انتخابی نشان داده‌شده است.

کمی‌سازی عدم‌قطعیت‌های در نظر گرفته‌شده

با وجود عدم‌قطعیت‌های بزرگ در تقاضا و ظرفیت لرزه‌ای، نتایج طراحی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها تنها در صورتی معتبر خواهد بود که این عدم‌قطعیت‌ها با روش‌های مبتنی بر قابلیت اعتماد در نظر گرفته‌شده باشند. هدف از قابلیت اعتماد بیان مکمل احتمال شکست بوده و هر مسئله قابلیت اعتماد دارای دو جزء متغیرهای تصادفی و توابع حالت حدی می‌باشد. متغیرهای تصادفی عدم‌قطعیت در مسئله و توابع حالت حدی رویداد شکست را تعریف می‌کنند. در حالت کلی تابع حالت حدی به‌صورت رابطه (۷) تعریف می‌شود:

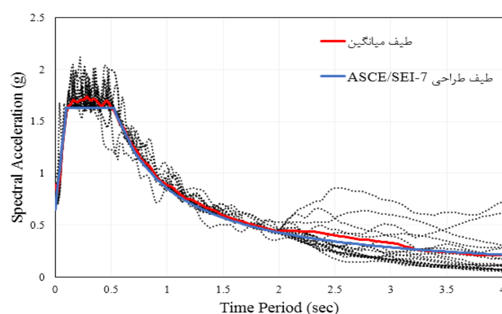
$$g(R, S) = R - S \qquad (۷)$$

که در آن g بیانگر تابع حالت حدی بوده و حالت $g<0$ نشان‌دهنده شکست سازه می‌باشد. R و S نیز به ترتیب بیانگر ظرفیت و تقاضا می‌باشند و هر دو شامل مجموعه متغیرهای تصادفی بوده و وقوع این متغیرها با استفاده از توابع توزیع آماری اساسی مانند تابع چگالی احتمال (PDF) تعریف‌شده است. احتمال شکست P_f، به‌عنوان انتگرال چندگانه به‌صورت رابطه (۸) بیان‌شده است:

$$P_f = P(g \leq 0) = \int_{g\leq 0} \dots \int f(x)dx \qquad (۸)$$

که در آن f(x) تابع چگالی احتمال مشترک برای متغیرهای تصادفی اساسی است. تنوع توزیع آماری مدل‌سازی تصادفی و تعداد متغیرهای تصادفی می‌تواند ارزیابی رابطه (۸) را با استفاده از روش انتگرال‌گیری پیچیده سازد. کار روش‌های قابلیت اعتماد حل این انتگرال می‌باشد و با رویکردهای مختلفی می‌توان این انتگرال را حل نمود. روش نمونه‌گیری مکعب لاتین و شبیه‌سازی مونت‌کارلو نمونه‌ای از روش‌های قابلیت اعتماد می‌باشند که در این مطالعه همراه با تحلیل IDA، عدم‌قطعیت‌های متغیرهای مختلف را در نظر گرفته‌اند.

نخست، برای مجموعه زلزله‌های انتخابی سازه با مقادیر پایه‌ای تحت تحلیل IDA قرارگرفته است. مجموعه شتاب‌نگاشت‌ها به‌گونه‌ای انتخاب‌شده‌اند که طیف وسیعی از تغییرات در ویژگی‌های حرکات زمین را پوشش دهند. نتایج این مرحله شامل عدم‌قطعیت ناشی از تاثیر شتاب‌نگاشت‌های مختلف بوده است.



شکل (۵) طیف طراحی و طیف مقیاس‌شده زلزله‌های انتخابی به‌همراه طیف میانگین این زلزله‌ها

در مرحله بعد، با فرض میرایی، تنش تسلیم فولاد و سختی پس از تسلیم دیوار برشی فولادی به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی، تعداد موثری از شبیه‌سازی‌های سازه‌ای تولیدشده است. سپس هر شبیه‌سازی تحت تحلیل IDA شتاب‌نگاشت‌های انتخابی قرارگرفته است. نتایج حاصل از این مرحله شامل هر دو عدم‌قطعیت ذاتی و شناختی می‌باشد. در جدول (۵) مشخصات آماری متغیرهای احتمالاتی آورده شده است. در کل با توجه به متغیرهای احتمالاتی انتخاب‌شده، برای سازه نه طبقه بهسازی‌شده با دیوار برشی فولادی ۱۲۰ شبیه‌سازی سازه‌ای ایجادشده است.

به‌منظور بهینه‌سازی روش تولید متغیرهای تصادفی سازه‌ها در اینجا از روش نمونه‌گیری مکعب لاتین (LHS) استفاده‌شده است. این روش بجای استفاده از روش نمونه‌گیری تصادفی از نمونه‌گیری محدود استفاده می‌کند؛ درنتیجه برای پوشش‌دادن مطلوب فضای احتمالاتی نیاز به شبیه‌سازی کمتری داشته و هزینه محاسبات کاهش می‌یابد [۲۱].

FEMA356 [۲۲] برای اختصاص دادن سطوح عملکردی سازه و خسارت متناظر اعضای سازه‌ای، استفاده از ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه (θ) را پیشنهاد داده است. جابجایی نسبی درون طبقه به‌عنوان نسبت جابجایی نسبی بین طبقات به ارتفاع طبقه اندازه‌گیری شده است. در جداول مربوط به خسارت و سطوح عملکرد سازه‌ای موجود در FEMA356، سه سطح عملکرد سازه‌ای قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) با ماکزیمم جابجایی نسبی مجاز به‌ترتیب ٪۰/۷، ٪۲/۵ و ٪۵ پیشنهادشده است [۲۲]. در این مطالعه شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی سازه (S_a) برای اندازه‌گیری شدت لرزه‌ای در نظر گرفته‌شده است. تابع شکنندگی $F_r(x)$ که نشان‌دهنده احتمال تجاوز از حالت‌های خسارت مختلف می‌باشد توسط رابطه (۹) بیان‌شده است [۲۳].

$$F_r(x) = \Phi\left[\left(\ln x - \ln\hat{S}_a\right)/\beta_R\right] \quad (۹)$$

که $\hat{S}_a$مقدار میانه شکنندگی سازه در واحد S_a، β_R انحراف استاندارد لگ‌نرمال شکنندگی سازه و Φ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد می‌باشد. مقادیر پراکندگی β_R که بیان‌کننده عدم‌قطعیت‌های مرتبط با تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت سازه‌ای می‌باشد با استفاده از رابطه (۱۰) محاسبه‌شده است.

جدول (۵) مشخصات آماری متغیرهای تصادفی ورودی

متغیرهای احتمالاتی	نماد	میانگین	ضریب تغییرات	توزیع	مرجع
نسبت سخت‌شدگی کرنشی رابطه نیرو-تغییرشکل دیوار برشی	α	۰/۰۲۵	۰/۴	نرمال	Sadowski et al. [۲۵] و [۲۴]
میرایی رایلی	ζ	۰/۰۲	۰/۴	نرمال	Porter et al. [۲۶]
تنش تسلیم دیوار برشی فولادی	F_y	۳۵kip	۰/۰۷	لگ‌نرمال	Melchers [۲۷], JCSS [۲۸]

$$\beta_R = \sqrt{\beta_{D|S_a}^2 + \beta_c^2} \quad (۱۰)$$

که عدم‌قطعیت در تقاضای لرزه‌ای $\beta_{D|S_a}$، توسط پراکندگی در θ_{max} بیان‌شده است و عدم‌قطعیت در ظرفیت سازه‌ای β_c، به حالت‌های مختلف خسارت سازه‌ای وابسته است. β_c برای حالت‌های حدی IO و LS برابر ۰/۲۵ و برای حالت حدی CP برابر ۰/۱۵ می‌باشد [۲۲، ۲۳]. احتمال تجاوز سالانه از حالت حدی در رابطه (۱۱) تعریف‌شده است.

$$P_{LS} = k_0 \hat{S}_a^{-k} \exp\left[\frac{(k\beta_R)^2}{2}\right] \quad (۱۱)$$

که $k_0 \hat{S}_a^{-k}$ بیانگر خطر لرزه‌ای بوده و عبارت نمایی به‌عنوان ضریب اصلاح می‌باشد که تغییرپذیری تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت سازه‌ای را اعمال می‌کند. در رابطه (۱۱)، k_0 بیانگر مقیاس خطر و k بیانگر شیب منحنی خطر لرزه‌ای در حالت لگاریتمی می‌باشند.

تحلیل حساسیت

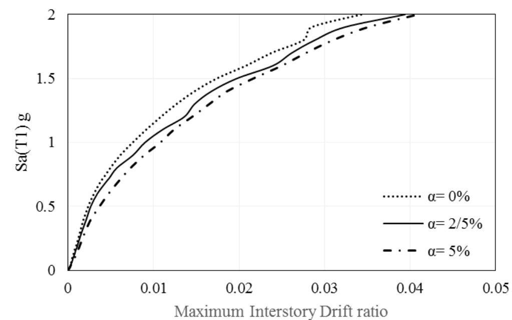
با فرض میرایی رایلی، تنش تسلیم فولاد و سختی پس از تسلیم رابطه نیرو–تغییرشکل دیوار برشی فولادی به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی به ارزیابی حساسیت پاسخ سازه بهسازی‌شده با دیوار برشی فولادی به هر یک از این متغیرها پرداخته‌شده است. مقادیر پایه و محدوده مناسبی از تغییرات برای این متغیرهای احتمالاتی در نظر گرفته‌شده است. در شکل (۶) منحنی‌های IDA سازه بهسازی‌شده با دیوار برشی فولادی با مقادیر پایه و محدوده تغییرات در نظر گرفته‌شده، آورده شده است.

سختی پس از تسلیم به‌عنوان تابعی از سختی الاستیک در رابطه نیرو–تغییرشکل دیوار برشی فولادی تعریف‌شده است. تحلیل حساسیت برای این متغیر با مقادیر ۰٪، ۲/۵٪ و ۵٪ انجام‌شده که مقدار ۲/۵٪ به‌عنوان مقدار پایه در نظر گرفته‌شده است. در شکل (۶–الف) مشاهده‌شده است که پاسخ سازه به تغییرات سختی پس از تسلیم رابطه نیرو–تغییرشکل دیوار برشی فولادی کمترین حساسیت را دارا می‌باشد که بر اساس نتایج بدست آمده پاسخ سازه ۱۲/۶٪ تغییریافته است.

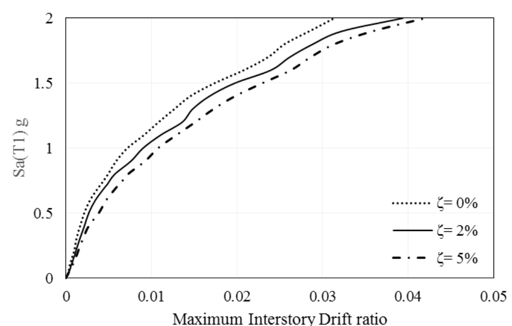
در این مطالعه میرایی رایلی سازه ۲٪ در نظر گرفته‌شده که این مقدار به‌عنوان مقدار پایه در تحلیل حساسیت در نظر گرفته‌شده است. تحلیل حساسیت برای این متغیر با مقادیر ۰٪، ۲٪ و ۵٪ انجام‌شده که در شکل (۶–ب) نشان داده‌شده است. بر اساس نتایج بدست آمده و با توجه به محدوده تغییرات در نظر گرفته‌شده پاسخ سازه به این متغیر ۲۰/۲٪ تغییریافته است.

با توجه به بهسازی انجام‌شده تنش تسلیم دیوار برشی فولادی ۳۵kip در نظر گرفته‌شده که این مقدار به‌عنوان مقدار پایه در نظر گرفته‌شده است. نتایج حاصل از ارزیابی حساسیت پاسخ سازه به تنش تسلیم دیوار برشی فولادی با مقادیر ۳۰، ۳۵ و ۴۰kip در شکل (۶–ج) آورده‌شده است. همان‌طور که در این شکل مشاهده‌شده است تاثیر این متغیر بر روی پاسخ سازه نسبت به دو متغیر دیگر بیشتر بوده و بر اساس نتایج حاصله این مقدار ۲۳/۲٪ بوده است. بر اساس نتایج

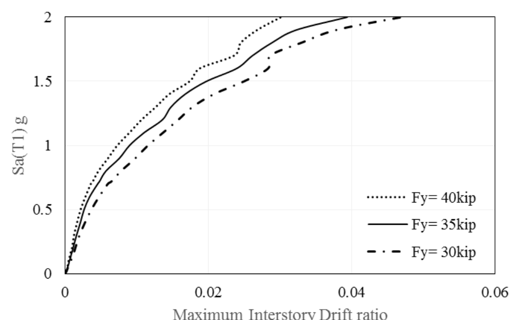
تحلیل حساسیت می‌توان از متغیرهایی که کمترین تاثیر را بر روی پاسخ سازه دارند چشم‌پوشی کرده و تنها متغیرهای موثر را در نظر گرفت. بااین‌وجود در این مقاله هدف از انجام تحلیل حساسیت تنها بررسی تاثیر هر یک از متغیرهای احتمالاتی بر روی نتایج تحلیل‌ها بوده است.



(الف) تاثیر سختی پس از تسلیم،



(ب) تاثیر میرایی رایلی سازه،

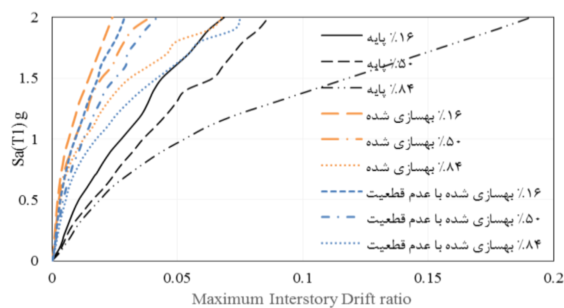


(ج) تاثیر تنش تسلیم دیوار برشی فولادی

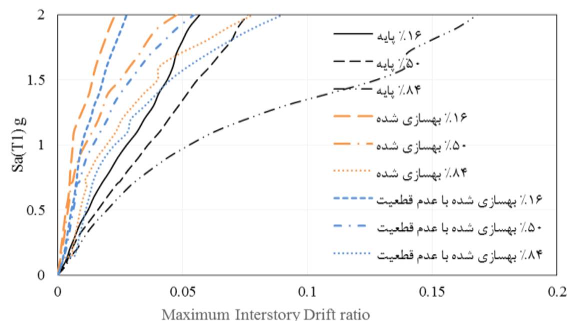
شکل (۶) حساسیت منحنی‌های IDA به متغیرها

کمی‌سازی عدم‌قطعیت‌ها

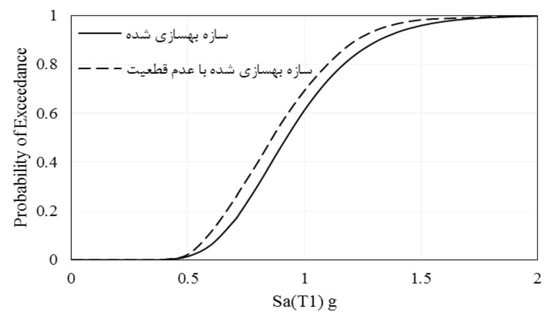
منحنی‌های حاصل از تحلیل IDA و منحنی‌های شکنندگی سازه در اشکال (۷-۱۰) نشان داده‌شده است. تحلیل شکنندگی لرزه‌ای، احتمال تجاوز از یک حالت خسارت سازه در برابر زلزله‌هایی با شدت خاص را بیان می‌کند. ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه به‌عنوان نشانگر حالت خسارت برای تحلیل شکنندگی انتخاب‌شده و سه محدوده جابجایی نسبی (۰/۷٪، ۲/۵٪ و ۵٪) بر اساس سطوح عملکرد FEMA تعیین‌شده است. در جداول (۶) و (۷) مقادیر $\beta_{D|S_a}$، β_R و $\hat{S}_a$ برای سازه قبل و بعد از بهسازی و با در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌های انتخابی آورده‌شده است.



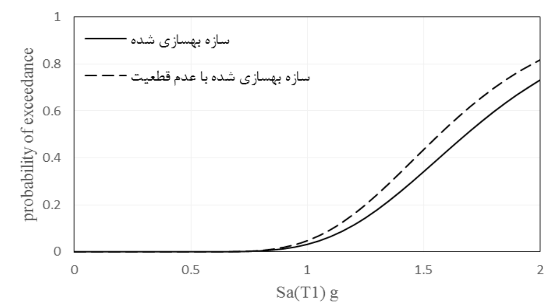
شکل (۷) منحنی IDA سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل



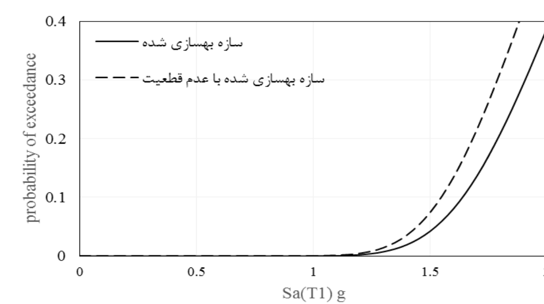
شکل (۸) منحنی IDA سازه تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل



(الف) حالت حدی IO،

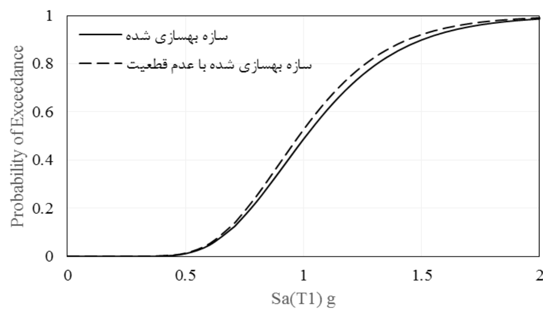


(ب) حالت حدی LS،

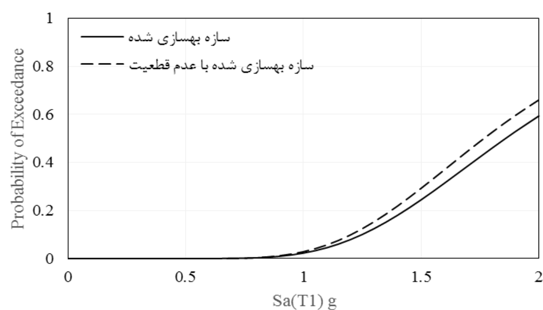


(ج) حالت حدی CP

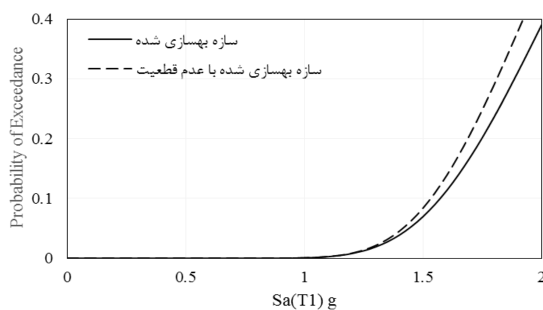
شکل (۹) منحنی شکنندگی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل



(الف) حالت حدی IO،



(ب) حالت حدی LS،



(ج) حالت حدی CP

شکل (۱۰) منحنی شکنندگی تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

جدول (۶) مقادیر میانه شکنندگی و مقادیر پراکندگی مربوط به عدم‌قطعیت تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

حالت سازه	$\beta_{D\|S_a}$	β_R			$\hat{S}_a(g)$		
		IO	**LS**	**CP**	**IO**	**LS**	**CP**
سازه پایه	۰/۲۳	۰/۳۴	۰/۳۴	۰/۲۷	۰/۲۲	۰/۷۳	۱/۲۸
سازه بهسازی‌شده	۰/۱۳	۰/۲۸	۰/۲۸	۰/۲۰	۰/۹۲	۱/۶۸	۲/۱۲
سازه بهسازی‌شده با عدم‌قطعیت‌ها	۰/۱۱	۰/۲۷	۰/۲۷	۰/۱۹	۰/۷۴	۱/۵۷	۱/۹۷

جدول (۷) مقادیر میانه شکنندگی و مقادیر پراکندگی مربوط به عدم‌قطعیت تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

حالت سازه	$\beta_{D\|S_a}$	β_R			$\hat{S}_a(g)$		
		IO	**LS**	**CP**	**IO**	**LS**	**CP**
سازه پایه	۰/۳۰	۰/۳۹	۰/۳۹	۰/۳۴	۰/۲۶	۰/۷۶	۱/۳۴
سازه بهسازی‌شده	۰/۱۸	۰/۳۱	۰/۳۱	۰/۲۴	۱/۰۱	۱/۸۶	۲/۱۴
سازه بهسازی‌شده با عدم‌قطعیت‌ها	۰/۱۶	۰/۳۰	۰/۳۰	۰/۲۲	۰/۹۸	۱/۷۷	۲/۰۳

بر اساس جداول (۶) و (۷) مشاهده گردید که با بهسازی سازه موردمطالعه مقدار میانه شکنندگی در حالت حدی ایمنی جانی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل از ۰/۷۳g به ۱/۶۸g و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل از ۰/۷۶g به ۱/۸۶g افزایش‌یافته است. همان‌طور که مشاهده گردید با بهسازی سازه، در سایر حالت‌های حدی نیز مقادیر میانه شکنندگی افزایش‌یافته است. مقایسه منحنی‌های شکنندگی سازه بهسازی‌شده با و بدون در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌ها نشان داد که در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌ها باعث کاهش مقدار میانه شکنندگی گردیده است. این مسئله بیانگر این است که در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌ها باعث کاهش محافظه‌کاری‌های موجود گردیده است.

احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی

احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی انتخاب‌شده برای سازه پایه، سازه بهسازی‌شده با و بدون در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌ها بر اساس رابطه (۱۱) محاسبه‌شده است. در رابطه (۱۱)، k_0 و k متغیرهای خطر لرزه‌ای می‌باشند که برای لس‌آنجلس به ترتیب برابر ۳/۰۳E-۴ و ۲/۶۹ بوده‌اند [۲۹]. نتایج احتمال تجاوز سالانه محاسبه‌شده در جداول (۸) و (۹) آورده‌شده است. بر اساس نتایج حاصله، با بهسازی سازه احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی IO، LS و CP کاهش‌یافته که این مسئله نشان‌دهنده این است که با بهسازی سازه، عملکرد لرزه‌ای سازه بهتر گردیده است.

علاوه بر این، نتایج نشان داد که با در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌ها در سازه بهسازی‌شده، احتمال تجاوز سالانه از هر سه حالت حدی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور و نزدیک گسل، ۷۸-۴/۸ درصد افزایش‌یافته است. مقایسه نتایج نشان داد که تغییرات احتمال تجاوز سالانه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل بیشتر از شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل بوده است که بر اساس طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل انتخابی این امر می‌تواند ناشی از تاثیرگذاری بیشتر این شتاب‌نگاشت‌ها در محدوده زمان تناوب اصلی سازه بهسازی‌شده باشد.

جدول (۸) احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی انتخاب‌شده تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل

حالت سازه	احتمال تجاوز سالانه		
	IO	LS	CP
سازه پایه	۰/۰۲۷۰۴	۰/۰۰۱۰۷	۰/۰۰۰۲۰۳
سازه بهسازی‌شده	۰/۰۰۰۵۰	۰/۰۰۰۱۰	۰/۰۰۰۰۴۶
سازه بهسازی‌شده با عدم‌قطعیت‌ها	۰/۰۰۰۸۹	۰/۰۰۰۱۲	۰/۰۰۰۰۵۶

جدول (۹) احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی انتخاب‌شده تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل

حالت سازه	احتمال تجاوز سالانه		
	IO	LS	CP
سازه پایه	۰/۰۱۹۶۹	۰/۰۰۱۱	۰/۰۰۰۲۰۹
سازه بهسازی‌شده	۰/۰۰۰۴۲	۰/۰۰۰۰۸	۰/۰۰۰۰۴۸
سازه بهسازی‌شده با عدم‌قطعیت‌ها	۰/۰۰۰۴۴	۰/۰۰۰۰۹	۰/۰۰۰۰۵۳

نتیجه‌گیری

در این مطالعه، عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی نه طبقه قبل و بعد از بهسازی و با توجه به متغیرهای احتمالاتی دیوار برشی فولادی مورد ارزیابی قرارگرفته است. نخست برای مجموعه زلزله‌های انتخابی سازه با مقادیر پایه‌ای تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرارگرفته و سپس با فرض میرایی، تنش تسلیم فولاد و سختی پس از تسلیم دیوار برشی فولادی به‌عنوان متغیرهای احتمالاتی، تعداد موثری از سازه‌ها شبیه‌سازی‌شده و تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرارگرفته است. نتایج تحلیل‌ها در مرحله اول تنها شامل عدم‌قطعیت‌های ذاتی بوده و در مرحله بعد شامل هر دو عدم‌قطعیت‌های ذاتی و شناختی بوده است.

تحلیل حساسیت انجام‌شده نشان داد که تغییرات سختی پس از تسلیم رابطه نیرو-تغییرشکل دیوار برشی فولادی، میرایی سازه و تنش تسلیم فولاد به‌ترتیب ۱۲/۶، ۲۰/۲ و ۲۳/۲ درصد بر روی پاسخ سازه تاثیر گذاشته‌اند. به‌عبارت‌دیگر، سختی پس از تسلیم دیوار برشی فولادی کمترین تاثیر را بر روی پاسخ سازه داشته و ازاین‌رو در بررسی تاثیر عدم‌قطعیت‌های در نظر گرفته‌شده می‌توان از تاثیر این متغیر چشم‌پوشی کرد.

بااین‌وجود در این مقاله هدف از انجام تحلیل حساسیت تنها بررسی تاثیر هر یک از متغیرهای احتمالاتی بر روی نتایج تحلیل‌های انجام‌گرفته بوده است.

منحنی‌های تحلیل دینامیکی افزایشی نشان داد که با در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌ها در سازه بهسازی‌شده ماکزیمم جابجایی نسبی درون طبقه ۲۸/۱-۱۰/۹ درصد افزایش‌یافته است. بر اساس نتایج مشاهده گردید که با در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌ها احتمال تجاوز سالانه ۷۸-۴/۸ درصد افزایش‌یافته است؛ که این‌ها نشان‌دهنده کم‌شدن محافظه‌کاری‌های موجود بوده است.

مقایسه نتایج نشان داد که تغییرات احتمال تجاوز سالانه تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل بیشتر از شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل بوده است. با در نظر گرفتن عدم‌قطعیت‌ها در سازه بهسازی‌شده احتمال تجاوز سالانه از حالت‌های حدی تحت شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل ۷۸-۲۰ درصد و تحت شتاب‌نگاشت‌های نزدیک گسل ۱۲/۵-۴/۸ درصد افزایش‌یافته است. بر اساس طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های دور از گسل انتخابی این امر ناشی از تاثیرگذاری بیشتر این شتاب‌نگاشت‌ها در محدوده زمان تناوب اصلی سازه بهسازی‌شده است.

مراجع

[1] Xinxian, Z., Xiaolei, H., Jing, J., Yongle, Q., Chao, H., “Component-level performance-based seismic assessment and design approach for concrete moment frames”, The Open Civil Engineering Journal, Vol. 10, No. 1, (2016).

[2] Siahos, G., Dritsos, S., “Procedural assumption comparison for old buildings via pushover analysis including the ASCE 41 update”, Journal of Earthquake Spectra, Vol. 26, No. 1, pp. 187–208, (2010).

[3] Acun, B., Sucuoglu, H., “Performance of reinforced concrete columns designed for flexure under severe displacement cycles”, Journal of ACI Structural, Vol. 107, No. 3, p. 364, (2010).
[4] Acun, B., Sucuoglu, H., “Evaluation of the performance limit states of reinforced concrete columns in view of experimental observations”, Journal of Teknik Dergi, Vol. 22, No. 3, pp. 5523–5541, (2011).
[5] Ricci, P., Verderame, G. M., Manfredi, G., “ASCE/SEI 41 Provisions on deformation capacity of older-type reinforced concrete columns with plain bars”, Journal of Structural Engineering, Vol. 139, No. 12, p. 4013, (2012).
[6] Hacking, I., “The emergence of probability: A philosophical study of early ideas about probability”, Induction and Statistical Inference, Cambridge University Press, (2006).
[7] Dolsek, M., “Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties”, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 38, No. 6, pp. 805–825, (2009).
[8] Vamvatsikos, D., Fragiadakis, M., “Incremental dynamic analysis for estimating seismic performance sensitivity and uncertainty”, Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 39, No. 2, pp. 141–163, (2010).
[9] Kazantzi, A. K., Vamvatsikos, D., Lignos, D. G., “Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty”, Journal of Engineering Structures, Vol. 78, pp. 69–77, (2014).
[10] Lignos, D. G., Krawinkler, H., “Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading”, Journal of Structural Engineering, Vol. 137, No. 11, pp. 1291–1302, (2010).
[11] Asgarian, B., Ordoubadi, B., “Effects of structural uncertainties on seismic performance of steel moment resisting frames”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 120, pp. 132–142, (2016).
[12] Hajirasouliha, I., Pilakoutas, K., Mohammadi, R. K., “Effects of uncertainties on seismic behaviour of optimum designed braced steel frames”, Journal of Steel and Composite Structures, Vol. 20, No. 2, pp. 317–335, (2016).
[13] Norouzi, A. H., Gerami, M., “Quantifying response variability of steel moment frames due to seismic uncertainties”, Asian Journal of Civil Engineering, Vol. 20, No. 4, pp. 503-514, (2019).
[14] Piluso, V., Pisapia, A., Castaldo, P., Nastri, E., “Probabilistic theory of plastic mechanism control for steel moment resisting frames”, Structural Safety, Vol. 76, pp. 95-107, (2019).
[15] Federal Emergency Management Agency, F., “FEMA P695: Quantification of building seismic performance factors”, Washington, (2009).
[16] Gupta, A., Krawinkler, H., “Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures”, Stanford University, (1999).
[17] McKenna, F., “OpenSees: Open system for earthquake engineering simulation”, Berkeley University of California, (2003). www.opensees.berkeley.edu
[18] Timler, P. A., Kulak, G. L., “Experimental study of steel plate shear walls”, Structural Engineering Report No. 114, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada, (1983).
[19] Structural Engineers Association of California, “SEAOC Blue Book: Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”, Structural Engineers Association of California, Sacramento, (1999).
[20] American Society of Civil Engineers, “ASCE 7-16: Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures”, American Society of Civil Engineers, (2016).
[21] Federal Emergency Management Agency, F., “FEMA356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, Washington, (2000).
[22] Ellingwood, B. R., Kinali, K., “Quantifying and communicating uncertainty in seismic risk assessment”, Journal of Structural Safety, Vol. 31, No. 2, pp. 179–187, (2009).
[23] Kinali, K., Ellingwood, B. R., “Seismic fragility assessment of steel frames for consequence-based engineering”, Journal of Engineering Structure, Vol. 29, No. 6, pp. 1115–27, (2007).
[24] Sadowski A. J, Rotter J. M, “Solid or shell finite elements to model thick cylindrical tubes and shells under global bending”, International Journal of Mechanical Sciences, Vol. 74, pp. 143-153, (2013).
[25] Sadowski A. J, Rotter J. M, Reinke T, Ummenhofer T, “Statistical analysis of the material properties of selected structural carbon steels”, Structural Safety, Vol. 53, pp. 26-35, (2015).
[26] Porter, K. A., Beck, J. L., Shaikhutdinov, R. V., “Investigation of sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables for the van nuys test bed”, University of California, Berkeley, (2002).
[27] Melchers, R. E., “Structural reliability analysis and prediction”, Wiley, New York, (1999).
[28] JCSS., “Probabilistic model code-part 1; basis of design (12th draft)”, Joint Committee on Structural Safety, (2001).
[29] Hossain, M. R., Ashraf, M., Padgett, J. E., “Risk-based seismic performance assessment of Yielding Shear Panel Device”, Engineering Structures, Vol. 56, pp. 1570-1579, (2013).